

ПРИМЕНЕНИЕ МОДЕЛИ СЛОЯ КОНЕЧНОЙ ШИРИНЫ К ИССЛЕДОВАНИЮ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ДАВЛЕНИЯ ГРУНТА НА ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ ПРИ НАЛИЧИИ МЕСТНЫХ НАГРУЗОК НА ПОВЕРХНОСТИ

Лучковский И.Я.

Данько А.М.

Самородов А.В.

Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры

Известно, что классические решения о действии сосредоточенных нагрузок на плоскую поверхность упругого тела были получены еще в конце 19 века Буссинеском и Фламаном, а затем использовались в работах И. Митчелла, А. Лява и других ученых для исследования распределения напряжений в упругой полуплоскости и полупространстве при нагружении их поверхности местными нагрузками.

Уже в конце 20 годов прошлого века указанные выше решения стали использовать как теоретическую базу механики грунтов без учета особенностей деформирования оснований и реальных граничных условий, которые игнорировались в классических задачах теории упругости. Например, Н.П. Пузыревский, И.В. Яропольский и Н.Н. Маслов использовали решение Митчелла для определения расчетного сопротивления грунта под подошвой фундаментов, а в работах Г.К. Клейна, Г.И. Глушкова, М.Е. Харра использованы решения Буссинеска и Фламана для определения давления грунта на подпорные стены. Н.А. Цытович также ошибочно принимал, что решение Буссинеска можно использовать для суммирования напряжений в грунте при действии нескольких сосредоточенных сил на поверхности.

Последствия от механического переноса классических решений в механику грунтов особенно заметны при действии сплошных распределенных по поверхности грунта нагрузок, на что обращено внимание в нашей работе [1].

Например, по общему закону Гука коэффициент бокового давления грунта в состоянии покоя равен:

$$\lambda_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}, \quad (1)$$

а по решению Митчелла для полуплоскости он составляет $\lambda_0=1$.

Следует отметить, что еще в 1927 году была опубликована статья Н.М. Герсеванова «Общий интеграл уравнений Мориса Леви и его приложения» [2]. Рассматривая решение Митчелла, Н.М. Герсеванов отметил, что для получения единственно возможного решения плоской задачи теории упругости на границе должно быть задано четыре условия, в то время как в задачах на определение упругого равновесия грунта таких условий задается лишь два. Таким образом, по мнению автора, «самая постановка задачи об упругом равновесии грунта бесконечно-большой глубины по существу является неопределенной». Неопределенность и произвольность применения решения Митчелла особенно ярко выступает при сплошной равномерно распределенной нагрузке q на поверхности, когда, как отмечено нами выше, решение Митчелла дает гидростатический закон распределения напряжений в массиве.

В работе [2] отмечен и иной сомнительный момент указанного решения, дающего бесконечно большие осадки от давления полосовых нагрузок от фундаментов.

К сожалению, Н.М. Герсеванов не дал предложений по устранению указанных им недостатков при использовании моделей теории упругости в механике грунтов.

В дальнейшем значительный вклад в моделирование основания внесли ученые, предложившие модель грунта в виде упругого слоя: Маргерр, К.Е. Егоров, М.И. Горбунов-Посадов, О.Я. Шехтер, В.З. Власов и др. Задание в этой модели физически обоснованной глубины сжимаемой толщи грунта сделало ее одной из основных инженерных моделей в расчетах осадок фундаментов и в учете распределительных свойств основания при решении контактных задач. Однако, если обратиться к теоретическим работам указанных выше ученых, то можно отметить одну важную особенность: в них получены новые зависимости только для определения вертикальных напряжений и осадок основания, загруженного гибкими и жесткими фундаментами. Распределение же горизонтальных напряжений в слое не только не найдено, но и не может быть найдено, так как граничные условия на концах слоя, как и в решениях Фламана, Митчелла, Лява и др. не задаются.

В работе [1] нами было предложено использовать в расчетах слой конечной ширины, т.е. имеющий ограничения деформаций по трем осям x , y , z . Основываясь, например, на работах П.А. Коновалова, Ю.Ф. Тугаенко [3] и других исследователей структурной прочности грунтов, мы исходим из того, что при действии внешних нагрузок в основании образуется пространственная сжимаемая толща, за пределами которой грунт не деформируется, так как дополнительная нагрузка на границах этой толщи не превосходит структурной прочности грунта в вертикальном и горизонтальном направлениях (рис. 1).

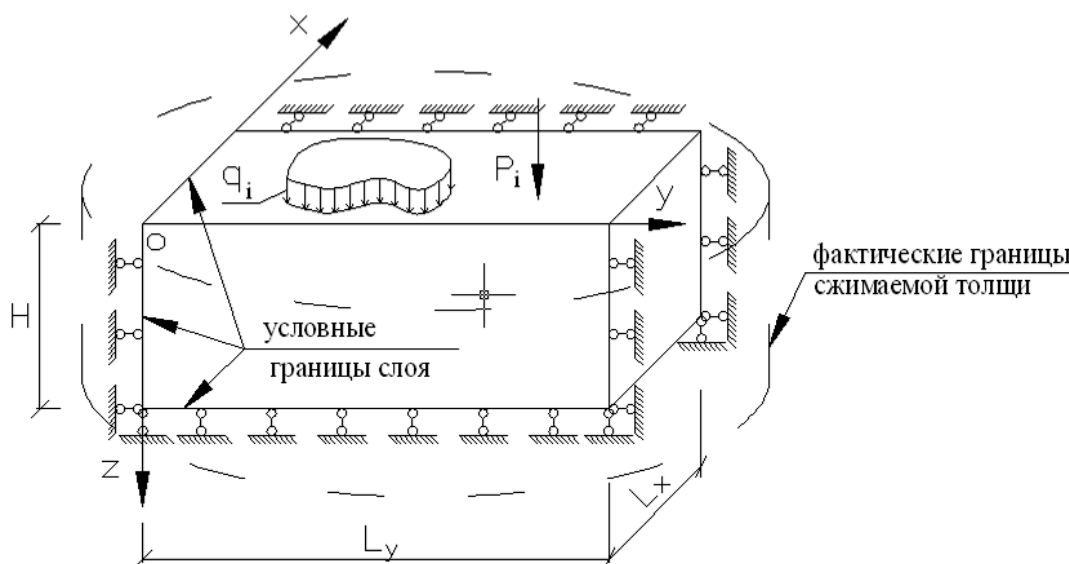


Рис. 1. Модель слоя конечной ширины ($H \times L_x \times L_y$)

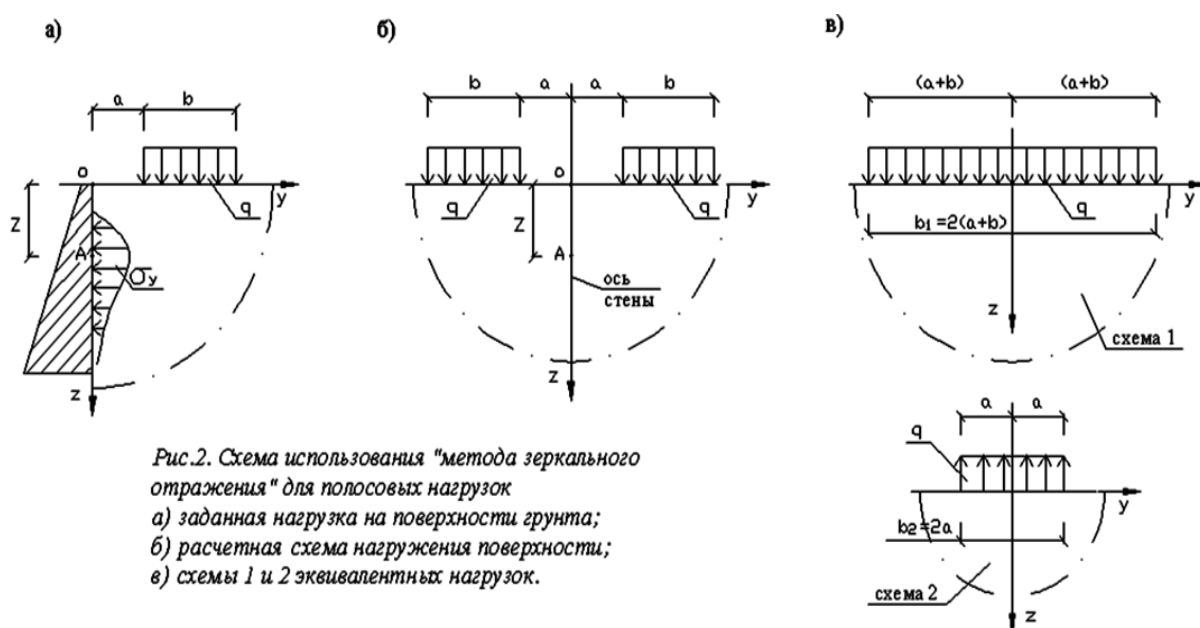
Сама же условная модель основания принимается в виде плиты толщиной H и шириной L_x и L_y . По всем граням модели, кроме дневной поверхности, устанавливаются жесткие либо податливые связи. Возможен также учет сцепления с недеформируемым массивом.

Представленная модель позволяет не только получать конечные осадки, но и достоверные значения всех компонентов напряжений. При этом в случае сплошной распределенной нагрузки, а также при учете веса грунта удовлетворяется равенство (1). В работе [1] получены аналитические зависимости для напряжений и деформаций в плоской модели слоя конечной ширины, а также построены таблицы распределения горизонтального давления состояния покоя от единичных полосовых нагрузок, находящихся на различном расстоянии от подпорной стенки. Численный анализ показал, что при обычных значениях интенсивности местных

распределенных нагрузок, соответствующих давлению под подошвой реальных фундаментов зданий $q=20-30$ тс/м², ширина конечного слоя L_i должна выходить за пределы местных нагрузок на расстояние ΔL не менее высоты слоя H . Эти требования легко удовлетворить при использовании современных программных комплексов (SCAD, Лира и др.).

Проведем на примере плоской задачи сопоставление результатов определения бокового давления грунта на подпорные стены по предложенной модели и с использованием решения Митчелла. Традиционно Г.К. Клейн, Г.И. Глушков [4] и др. заменяют распределенную нагрузку сосредоточенными силами и используют «метод зеркального отражения», т.е. принимают, что внутренняя грань стенки проходит по оси симметрии полуплоскости или полупространства. В этом случае ними используются формулы Фламана и Буссинеска.

Прежде всего отметим, что при замене распределенной нагрузки системой сосредоточенных сил горизонтальное давление вблизи поверхности грунта всегда равно нулю, что несправедливо для нагрузок, примыкающих к подпорным стенам. Поэтому нами рассматриваются распределенные нагрузки с использованием решения Митчелла. Последовательность расчета показана на рис. 2.



При использовании решения Митчелла для полосовой нагрузки расчетная схема б) не может быть применена и заменяется двумя разнозначными нагрузками по схемам 1 и 2.

Давление состояния покоя в любой точке А определяется по формуле

$$\sigma_y = q(K_{y1} - K_{y2}), \quad (2)$$

где K_{yi} – коэффициенты влияния, полученные нами и представленные в табл. 1 в зависимости от соотношения Z/b_i

На рис. 3 показано сравнение эпюр горизонтального давления покоя в зависимости от ширины полосы нагружения $q = 10$ тс/м² для случаев: $a = 1$ м, $b = 1$ м и $a = 1$ м, $b = 5$ м. Для гибкой нагрузки дано сравнение результатов расчета, полученных по решению Митчелла и по предложенной модели слоя конечной ширины при $\mu = 0,24$. Сопоставление двух методов показывает их близость только при узких площадках нагружения ($b \leq a$). При широких полосах ($b = 5a$) классический метод теории упругости завышает давление в 2 раза. Если же взять

сплошную распределенную нагрузку, то при $\mu = 0,24$ расхождение результатов расчета составляет 3,15 раза.

Другим важным аспектом наших исследований является учет жесткости полосы, через которую передается давление на грунт (рис. 3).

Естественно, что в большинстве случаев нагрузка q является лишь средним давлением, передаваемым на грунт фундаментами зданий и сооружений, а также транспортом. При передаче нагрузки через фундаменты на естественном основании вследствие концентрации контактных давлений под краями фундаментов эпюра горизонтального давления грунта на подпорные стены изменяется в зависимости от ширины полосы и ее расстояния от стенки. По нашим исследованиям наибольшее отличие достигается при малых расстояниях a и широких полосах $b = 5a$, когда максимальное значение горизонтального давления σ_y^{\max} увеличивается на 30 %.

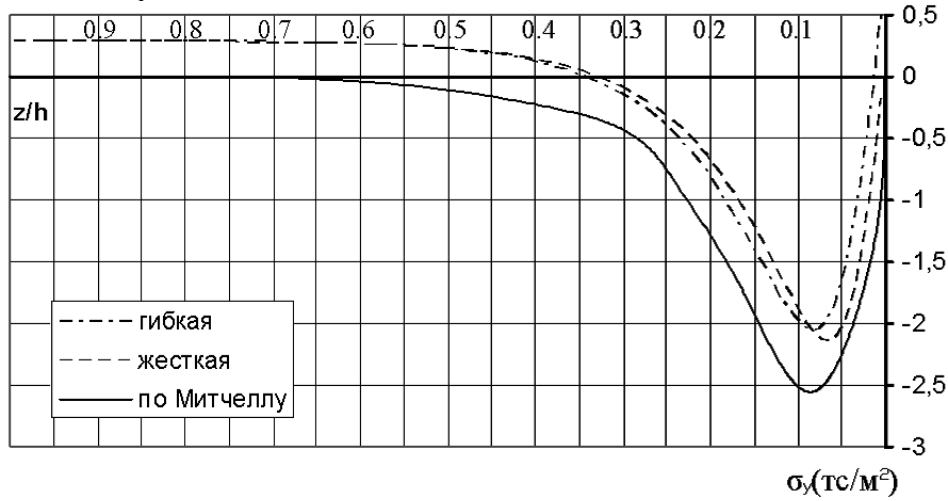
Таблица 1 – Коэффициенты влияния K_y

| z/b | K_y | z/b | K_y | z/b | K_y |
|-------|---------|-------|---------|-------|---------|
| 0 | 1,00000 | 0,80 | 0,06949 | 1,65 | 0,01063 |
| 0,025 | 0,93644 | 0,85 | 0,06029 | 1,70 | 0,00977 |
| 0,05 | 0,87352 | 0,90 | 0,05257 | 1,75 | 0,00901 |
| 0,1 | 0,75191 | 0,95 | 0,04605 | 1,80 | 0,00891 |
| 0,15 | 0,63924 | 1,00 | 0,04052 | 1,85 | 0,00770 |
| 0,20 | 0,53824 | 1,05 | 0,03581 | 1,90 | 0,00714 |
| 0,25 | 0,45018 | 1,10 | 0,03178 | 1,95 | 0,00663 |
| 0,30 | 0,37510 | 1,15 | 0,02831 | 2,00 | 0,00617 |
| 0,35 | 0,31226 | 1,20 | 0,02531 | 2,20 | 0,00469 |
| 0,40 | 0,25990 | 1,25 | 0,02271 | 2,40 | 0,00365 |
| 0,45 | 0,21692 | 1,30 | 0,02045 | 2,60 | 0,00289 |
| 0,50 | 0,18169 | 1,35 | 0,01847 | 2,80 | 0,00233 |
| 0,55 | 0,15284 | 1,40 | 0,01673 | 3,00 | 0,00190 |
| 0,60 | 0,12919 | 1,45 | 0,01520 | 3,50 | 0,00121 |
| 0,65 | 0,10977 | 1,50 | 0,01385 | 4,00 | 0,00081 |
| 0,70 | 0,09376 | 1,55 | 0,01265 | 4,50 | 0,00057 |
| 0,75 | 0,08051 | 1,60 | 0,01158 | 5,00 | 0,00042 |

В заключение рассмотрим длинную подпорную стенку, ограждающую четверть- пространство, нагруженное на поверхности нагрузкой, распределенной по площади прямоугольника. Использование «метода зеркального отражения» показано на рис. 4. Если же нагрузка

примыкает к подпорной стенке, расчет упрощается, что позволяет сделать некоторые выводы. При этом мы используем известное решение Лява-Короткина [5]. В соответствии с рис. 4 расчетная схема такого нагружения соответствует горизонтальному давлению σ_y по плоскости z_x для прямоугольной площадки с размерами $2A = 4a$ и $2B = 2b$ (схема 1, при $c = 0$).

$$a=1\text{м}; b=1\text{м}; q=10\text{тс/м}^2$$



$$a=1\text{м}; b=5\text{м}; q=10\text{тс/м}^2$$

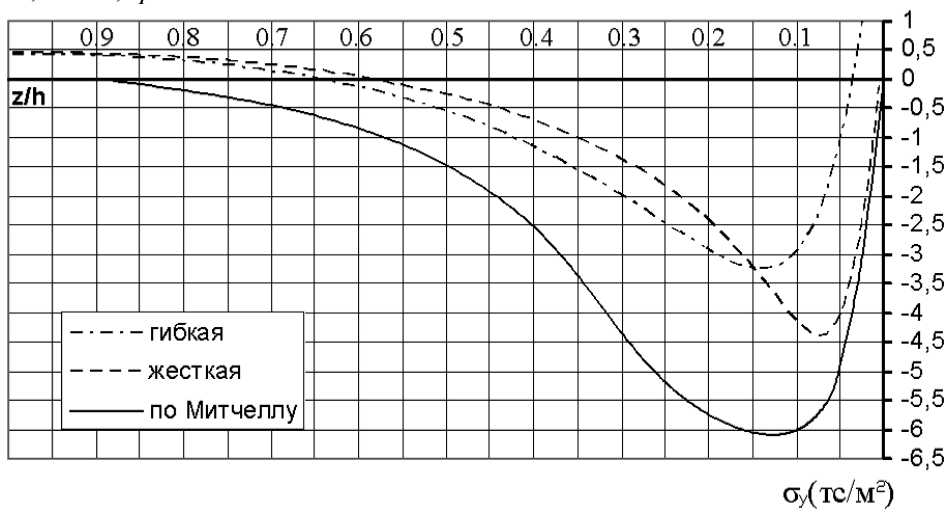


Рис. 3. Эпюры изменения давления покоя в зависимости от ширины полосы нагружения и ее гибкости

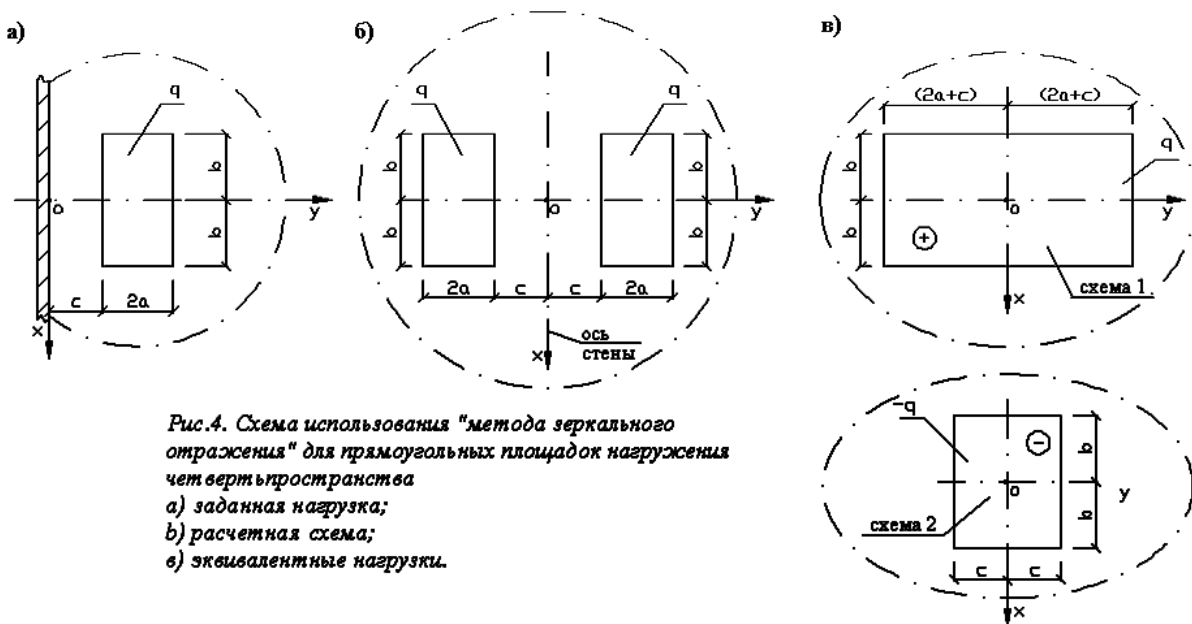


Рис.4. Схема использования "метода зеркального отражения" для прямоугольных площадок нагружения четвертьпространства
 а) заданная нагрузка;
 б) расчетная схема;
 в) эквивалентные нагрузки.

Для любой точки вдоль центральной оси z , проходящей через точку 0 , решение В.Г. Короткина [5] дает следующую зависимость для горизонтальных напряжений в массиве:

$$\sigma_y = \frac{2q}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{4\bar{b}\bar{z}}{(4+\bar{z}^2)\bar{D}} - \arctg \frac{\bar{z}\bar{D}}{4\bar{b}} + (1-2\mu) \left[\arctg \bar{b} - \arctg \frac{\bar{b}\bar{D}}{\bar{z}} \right] \right\}, \quad (3)$$

где $\bar{b} = \frac{b}{a}$; $\bar{z} = \frac{z}{a}$; $\bar{D} = \sqrt{4+4\bar{b}^2 + \bar{z}^2}$.

Приняв условие $a \rightarrow \infty$, $b \rightarrow \infty$, из (3) получим для сплошной равномерно распределенной нагрузки q :

$$\sigma_y \rightarrow q(\mu + 0,5). \quad (4)$$

Для верхней точки «0» центральной оси (при $z=0$) найдем

$$\sigma_{y0} = \left[1 - (2\mu) \left(1 - \frac{2}{\pi} \arctg \bar{b} \right) \right] q. \quad (5)$$

Пользуясь формулой (5), нетрудно найти максимальное давление в этой точке при условии примыкания нагрузки q к стенке с любым соотношением сторон прямоугольной области нагружения.

Например, для квадрата при $\bar{b} = 0,5$ получим

$$\sigma_{y0} = [1 - 0.70483(1 - 2\mu)] \cdot q.$$

Используя пример Г.И. Глушкова [4] при $\mu=0,3$ и $q=40$ тс/м², получим

$$\sigma_{y0}^{\max} = 0,71807q = 28,72 \text{ тс/м}^2.$$

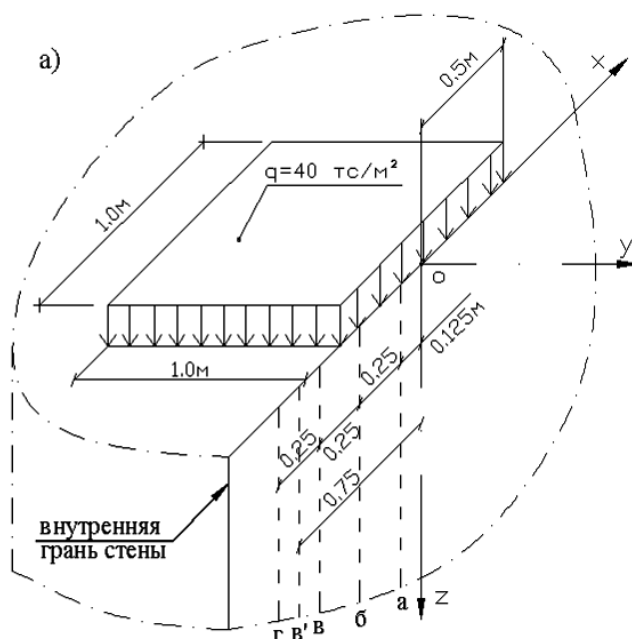
Замена же автором [4] распределенной нагрузки четырьмя сосредоточенными силами дала максимум давления $\sigma_{y0}^{\max} = 19,8$ тс/м² на глубине $z = 0,25$ м (т.е. на 30 % меньше).

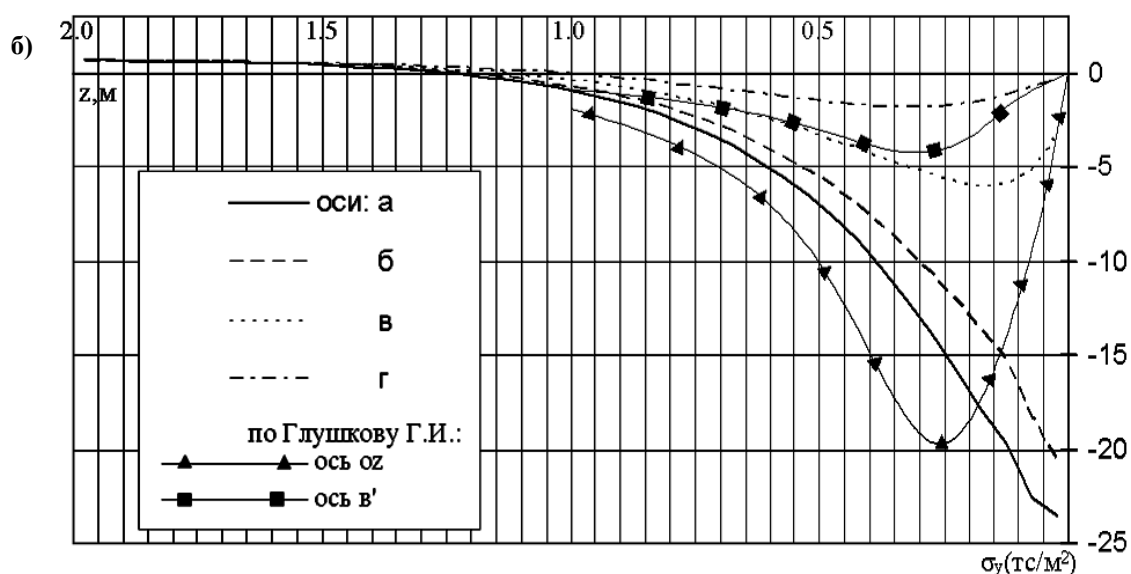
Этот же пример решен нами численно по модели слоя конечной ширины. Эпюры давления грунта на различных вертикальных осях показаны на рис. 5. Так как взята площадка нагружения небольших размеров, то получаемые по этой модели результаты близки к решению с использованием формул (3) и (5): $\sigma_{y0}^{\max} = 23,475$ тс/м² (менее на 22 %). Но, если взять сплошную распределенную нагрузку по всей дневной поверхности $q = 40$ тс/м², то давление по формуле (4) окажется равным $\sigma_y = 40(0,3 + 0,5) = 32$ тс/м², а по предлагаемой модели слоя $\sigma_y = 40 \frac{0,3}{(1-0,3)} = 17,143$ тс/м², т.е. почти в 2 раза меньше.

В заключение покажем, что при $b \rightarrow \infty$ из формулы (3) можно получить распределение давления грунта от полосовой нагрузки шириной $2a$, примыкающей к длинной подпорной стенке

$$\sigma_y = q \left\{ 1 - \frac{2}{\pi} \left[\frac{2\bar{z}}{(4 + \bar{z}^2)} + \arctg \frac{\bar{z}}{2} \right] \right\}. \quad (6)$$

Результаты расчета по этой формуле полностью совпадают с решением, использующим зависимость Митчелла.





а) – схема нагружения; б) – эпюры горизонтального давления.

Рис. 5. Пример определения давления грунта на подпорную стенку по пространственной модели слоя конечной ширины, (исходные данные [4])

Выводы

1. Использование классических решений Фламана, Буссинеска, Митчелла и Лява для определения горизонтального давления от местных нагрузок на поверхности возможно лишь при узких площадках нагружения.
2. При широких площадках внешних нагрузок на поверхности, а также при суммировании нескольких нагрузок использование указанных выше решений дает завышенные значения коэффициента бокового давления грунта состояния покоя – λ_0 . Так, для сплошной нагрузки q в плоской задаче $\lambda_0 \rightarrow 1$, а в пространственной – $\lambda_0 \rightarrow (0,5 + \mu)$.
3. Для моделирования грунтового массива, удерживаемого подпорными стенами, рекомендуется использовать основание в виде слоя конечной ширины, учитывающего образование в нагружаемом массиве грунта граничной поверхности, за пределами которой грунт не деформируется. Предложенная модель дает достоверные результаты при любых размерах площади нагружения поверхности.
4. При передаче внешних нагрузок на грунт через жесткие фундаментные конструкции невыгоднейшее значение горизонтального давления грунта на подпорные стены следует определять с учетом изгибной жесткости фундаментов.

Литература

1. Лучковский И.Я. Взаимодействие конструкций с основанием. Харьков: Изд. ХГПУ. 2000. – 264 с.
2. Герсеванов Н.М. Собрание сочинений. Т. 1. М. Стройвоенмориздат. 1948. – С. 205-213.
3. Тугаенко Ю.Ф. Развитие деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. Одесса. Астропринт, 2003. – 223 с.
4. Глушков Г.И. Статика и динамика сооружений, заглубленных в грунт. М.: Стройиздат. 1967. – С. 9-18.
5. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 1, Л.-М. Стройиздат. 1959. – С. 120-128.